

Studio di geologia dott.geol. Monticello Franco

Via Palazzina 14 – 36030 Montecchio Precalcino
Tel e fax: 0445-864608 e-mail: monticello.franco@alice.it

REGIONE VENETO

PROVINCIA DI VICENZA
Comune di ZUGLIANO

1^a GIU. 2013

PROT N.

CAT. CL. FASC.

SETTORE URBANISTICA - COMMERCIO - ED. PRIVATA

COMUNE DI ZUGLIANO

INDAGINE GEOGNOSTICA E STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO

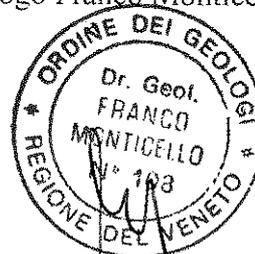
PROGETTO: Piano di Recupero ad Iniziativa Privata "Lovara" per la costruzione di un fabbricato ad uso residenziale, mediante demolizione con trasposizione di volume di un fabbricato esistente.

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA
(D.M. 14.01.2008)

COMMITTENTE: PELLIZZER VITTORIO – POLATO ELIDE

05 giugno 2013

geologo Franco Monticello



1 - PREMESSA

Su incarico dello Studio **geom. Cattelan Piergiorgio** con sede in Zugliano, ho eseguito, per conto dei **Sigg. Pellizzer Vittorio e Polato Elide**, uno studio geologico e geotecnico relativo al progetto per la costruzione di un fabbricato residenziale, previa demolizione dell'esistente.

Dati catastali: Foglio N. 1, mappale 590 – 467 – 134 - 137.

Le indagini e le analisi sono state eseguite in ottemperanza a quanto disposto dalla normativa vigente, ed in particolare al **D.M. 14/01/2008** recante "*Norme tecniche per le costruzioni*" e al **D.G.R. N.71 del 22/01/2008** "**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28/04/2006 n. 3519** "*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone*". Direttive per l'applicazione".

2 - INDAGINE EFFETTUATA

E' stata condotta un'indagine geognostica preliminare in sito atta a riconoscere la natura e la successione stratigrafica dei terreni di fondazione, e soprattutto ad individuare i loro parametri meccanici fondamentali, oltre che a determinare l'assetto idrogeologico sia superficiale che profondo del sito.

Allo scopo sono state eseguite **N° 3 prove penetrometriche dinamiche (DM30)**, spinte sino alla profondità massima di 2.8 m dal piano campagna attuale (p.c.), in corrispondenza del sub-strato roccioso.

Le prove sono state eseguite con penetrometro dinamico medio (DM30 - mod. Pagani).

Il metodo di indagine utilizzato consiste nel misurare quanti colpi di maglio (30 Kg), cadente da un'altezza di 20 cm, sono necessari per infiggere nel terreno una batteria di aste per una profondità di infissione di 10 cm.

La resistenza dinamica del terreno viene calcolata mediante una curva di taratura tipica dello strumento considerato e ricavata dalla formula modificata degli "Olandesi".

Il numero di colpi N è stato caricato su un programma di calcolo che ha operato:

- a) la diagrammazione dei colpi in funzione della profondità
- b) l'elaborazione di un "modello meccanico" nel quale compare la resistenza dinamica di punta

Rpd.

Dai risultati delle prove penetrometriche eseguite è possibile una ricostruzione stratigrafica nella quale i parametri geotecnici vengono ricavati, per correlazione empirica (SCHMERTMANN, 1977; TERZAGHI & PECK, 1948 - 1967; GIBBS e HOLTZ, 1957; PECK-HANSON-THORNBURN, 1953-1974), dal valore di N_{SPT} (numero di colpi della prova SPT).

3 – CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

3.1 - Ubicazione e caratteristiche morfologiche del sito

L'area d'indagine si presenta simipianeggiante, posta a Nord-Ovest del centro abitato di Zugliano, con quota media del piano campagna di 219 m slm.

Il rilevamento di superficie non ha evidenziato zone di instabilità, di erosione superficiale o di precarietà geomorfologia, né di fenomeni di subsidenza. Allo stato attuale non vi sono processi morfogenici o dissesti in atto o potenziali.

3.2 – Assetto geologico del sito

L'indagine eseguita ha evidenziato un sottosuolo costituito da una sottile copertura argillosa, mentre in un altro punto la copertura argillosa risulta più spessa; alla base si incontrano delle vulcaniti compatte.

Con riferimento alle prove svolte i terreni in corrispondenza del lato sud possono essere così suddivisi nella seguente successione di strati, in base alle profondità medie rispetto alla quota del p.c. locale.

Strato	Profondità	Natura terreno
1	0.0 ÷ 0.5÷1.1	Terreno vegetale molle
2	0.5÷1.1÷ in poi	Vulcaniti compatte

I terreni in corrispondenza dello spigolo nord-est possono essere suddivisi nella seguente successione di strati

Strato	Profondità	Natura terreno
1	0.0 ÷1.7	Terreno vegetale molle
2	1.7÷2.6	Vulcaniti consistenti
3	2.6÷ in poi	Vulcaniti compatte

3.3 – Assetto idrogeologico del sito

Non è stata riscontrata presenza d'acqua nel sottosuolo, il terreno risulta impermeabile.

5.2. Determinazione dello spettro di risposta.

Le norme stabiliscono che il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo (nel nostro caso il sito di progetto) è costituito dallo spettro di risposta elastico. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato), riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

La forma dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali dipende da alcuni parametri (S , T_B , T_C e T_D), che variano in funzione del tipo di sottosuolo, ove S rappresenta un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (categoria del suolo di fondazione - S_S) e della topografia S_T , ove $S = S_S \times S_T$, e T_B , T_C e T_D sono i periodi (s) che separano i diversi rami dello spettro.

A questo punto volendo usare il programma di calcolo che fornisce gli **spettri di risposta** rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il sito in esame è necessario fornire i seguenti parametri:

- | | | |
|-----------------------------------|--------------------|------------------|
| 1. Coordinate geografiche sito: | Long.: 11,503383° | Lat.: 45,740196° |
| 2. Vita nominale della struttura: | $V_N \geq 50$ anni | |
| 3. Classe d'uso: | classe II | |
| 4. Coefficiente d'uso: | $C_u = 1$ | |
| 5. Periodo di riferimento: | $V_R = 50$ anni | |
| 6. Categoria sottosuolo: | A | |
| 7. Categoria topografica: | T1 | |

I quali danno i seguenti parametri dello spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ per la componente orizzontale per lo stato limite SLV ($P_{VR} = 10\%$):

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g (TR = 475 anni)	0,162 g
F_0 (TR = 475 anni)	2,408
T_c^* (TR = 475 anni)	0,289 s
Coefficiente amplificazione stratigrafica S_S	1,000
Coefficiente funzione della categoria suolo C_c	1,000
Coefficiente amplificazione topografico S_T	1,000
Fattore di struttura q (ipotizzato)	2.500

Parametri dipendenti

S	1,000
$\eta = 1/q$	0,400
T_B (s)	0,096
T_C (s)	0,289
T_D (s)	2,249

Come si vede dal valore $S_T = 1.0$ non si hanno, nel presente caso, effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alla topografia, da includere nella valutazione del parametro S.

Dallo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ si ricavano i seguenti **coefficienti sismici** (K_{hi} , K_{hk}):

Inerzia della struttura $K_{hi} = S_d(T1)$	0,156
Periodo fondamentale della struttura $T1$ (s)	0,220
Inerzia del terreno $K_{hk} = \beta_s \times S \times a_g$	0,044
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima β_s	0,27

6 – VERIFICHE DI SICUREZZA

6.1 - Premessa

Il progetto prevede la costruzione di un fabbricato con due piani fuori terra e una porzione su unico piano fuori terra.

Si prevede di realizzare fondazioni continue, con quota d'intradosso a circa -1.0 m dal p.c. attuale ad eccezione del punto ove è stata eseguita la prova penetrometrica n°3, qui la profondità della fondazione dovrà raggiungere i 2.0 m.

In questo capitolo si è proceduto per le opere di fondazione alla determinazione del valore di progetto della Resistenza R_d relativamente agli SLU di tipo geotecnico (collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e per scorrimento sul piano di posa) e alla verifica di sicurezza nei confronti degli SLE (cedimenti del terreno di fondazione).

Di seguito si è verificata la validità della disequazione $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione previsto dalla norme; E_d è il valore di progetto delle azioni.

6.2 – Calcolo del valore progettuale di Resistenza R_d agli SLU – GEO

La verifica di cui sopra è stata condotta applicando il seguente approccio progettuale (DM 14/01/08):

Approccio 2: A1+M1+R3

I valori di progetto delle azioni F e dei parametri geotecnici X ($C_{u,d}$, C'_{d} , ϕ'_{d} , γ_d) si ricavano dai valori caratteristici, F_k e X_k , ai quali va applicato un coefficiente di sicurezza parziale γ_F e γ_m , utilizzando le seguenti espressioni: $F_k \cdot \gamma_F$ e X_k / γ_m .

I coefficienti parziali relativi alle azioni γ_F sono indicati nella Tab. 6.2.I, mentre i coefficienti γ_m per i parametri del terreno e γ_R per le Resistenze sono ricavati rispettivamente dalle tabelle 6.2.II e 6.4.I del DM 14/01/2008. Si noti che in campo sismico i coefficienti parziali relativi alle azioni $\gamma_F = 1$.

Il valore di progetto della **capacità portante limite di fondazione pRd** è calcolato mediante l'applicazione della formula di **Hansen** (1970) per fondazioni dirette, applicando i coefficienti di sicurezza parziali alla resistenza al taglio del terreno:

$$pRd = [N_c C_{u,d} s_c d_c i_c z_c + \gamma_d D_f N_q s_q d_q i_q z_q + 0,5 \gamma_d B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma z_\gamma r_\gamma] / \gamma_R$$

$$\text{se } \phi'_d = 0 \quad Rd = [(2+\pi)C_{u,d} (1 + s'_c + d'_c - i'_c - g'_c - b'_c) z_c + \gamma_d D_f] r_\gamma / \gamma_R$$

ove:

- Rd = valore di progetto capacità portante limite della fondazione;
 $C_{u,d}$ = coesione non drenata (angolo di attrito apparente $\phi' = 0$);
 γ_d = peso di volume del terreno;
 D_f = profondità del piano di posa della fondazione;
 N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito interno del terreno;
 B = dimensione minima in pianta della fondazione;
 s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;
 d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità di fondazione;
 i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico;
 z_c, z_q, z_γ = coefficienti sismici (correzioni di Paolucci e Pecker, 1997);
 r_γ = fattore di riduzione per fondazioni grandi (Bowles);
 γ_R = Coefficiente di sicurezza parziale per le Resistenze (R_1, R_2, R_3)

- Fattori di capacità portante sono dati da:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \text{tg}^2(45 + \phi/2) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \text{tg} \phi$$

- Fattori di forma (s_i) sono dati da:

$$s_c = 1 + (N_q / N_c)(B/L) \quad s'_c = 0,2(B/L) \quad s_q = 1 + (B/L) \text{tg} \phi \quad s_\gamma = 1 - 0,4B/L$$

- Fattori di profondità (d_i) sono dati da:

$$d_c = 1 + 0,4k \quad d'_c = 0,4k \quad d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k \quad d_\gamma = 1$$

con $k = D/B$ se $D/B \leq 1$ e $k = \text{actg}(D/B)$ se $D/B > 1$

- Fattori di inclinazione del carico (i_i) sono dati da:

$$i_c = i_q (1 - i_q) / (N_q - 1) \quad i_q = (1 - 0,5H / (V + BLc \cot \phi))^5 \quad i_\gamma = (1 - 0,7H / (V + BLc \cot \phi))^5$$

$$i'_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{(1 - H / BLc)}$$

con V e H componenti verticale e orizzontale del carico. Se $i_i \neq 0$ allora $s_i = 1$.

Quando $\phi = 0$, si usano i fattori contraddistinti da un apice.

L'effetto inerziale dovuto alla sovrastruttura produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico $K_{hi} = H/V$.

- Coefficienti sismici (z_i):

Per tener conto degli effetti inerziali del terreno (K_{hk}) si introducono nella formula della capacità portante i seguenti coefficienti moltiplicativi (correzioni di Paolucci e Pecker, 1997):

$$z_c = 1 - 0.32 K_{hk} \quad z_q = z_\gamma = 1 - (K_{hk}/tg\varphi)^{0.35}$$

con $K_{hk} = \beta_s \times S_s \times S_t \times a_g$

ove K_{hk} = inerzia del terreno, a_g = accelerazione massima attesa al sito, S_s e S_t = coefficienti stratigrafico e topografico; β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima.

- Fattore di riduzione per fondazioni grandi (Bowles):

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \log(B/2) \quad \text{per } B > 2 \text{ m}$$

- Coefficiente di sicurezza parziale per le Resistenze (R_1, R_2, R_3).

$$\gamma_R = 1.0 \text{ per la combinazione } R_1; \gamma_R = 1.8 \text{ per la comb. } R_2; \gamma_R = 2.3 \text{ per la comb. } R_3.$$

Le verifiche sono state fatte per gli SLU di tipo geotecnico (GEO) nell'approccio progettuale M2 (A1+M1+R3) sia in campo statico che in campo sismico.

La verifica delle fondazioni in campo sismico è stata eseguita applicando le correzioni di Paolucci e Pecker (1997).

FABBRICATO (due piani fuori terra)

Le sollecitazioni massime da me previste e che dovranno essere verificate dal progettista. agenti alla base della fondazione, ipotizzata larga 0.7 m e lunga 5 m, sono le seguenti:

Carico verticale:

Permanenti strutturali: $60 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} = 300 \text{ kN}$

Permanenti non strutturali: $40 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} = 200 \text{ kN}$

Variabili: $5 \text{ kN/m} \times 5 \text{ m} = 25 \text{ kN}$

6.2.1. Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO STATICO: A1+M1+R3

Sollecitazioni al piano di posa delle fondazioni:

Coeff. moltiplicativi carichi	Permanenti strutturali	Perman. non strutturali	Variabili	Totali
A1 γ_F	1.3	1.5	1.5	
Sforzo normale (kN)				N (kN)
valori non fattorizzati	300	200	25	525
A1 valori fattorizzati	390	300	37,5	727

Edificio di tipo abitativo				
Tipo di fondazione:	continua			
Dimensioni:	B (m) =	0.7	L (m) =	5
Profondità incasso fondazione (m):		0.8		
Litotipi di intradosso: vulcaniti molto consistenti Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 0^\circ$ Coesione non drenata: $C_{u_k} = C_{u_d} = 70 \text{ kPa}$ Peso di volume: $\gamma_k = 19 \text{ KN/m}^3$				
Verifica collasso per carico limite				
Approccio	Capacità portante pRd (kPa)	Capacità portante resistente Rd (kN)	Azione Ed (kN)	
A1+M1+R3	215	$215 \times 0.7 \times 5 = 752$	727	

La verifica di sicurezza mostra che l'azione del carico Ed è inferiore alla Resistenza di progetto Rd, quindi la disuguaglianza $Ed \leq Rd$ è VERIFICATA.

6.2.2. Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO SISMICO: A1+M1+R3

Nell'analisi sismica delle fondazioni i carichi sollecitanti per ogni approccio utilizzato sono uguali ($A1=A2$) e i coefficienti parziali sono posti pari ad uno. Pertanto il carico massimo, agente alla base della fondazione, ipotizzata larga 0.7 m e lunga 5 m, è pari a 525 kN.

Edificio di tipo abitativo				
Tipo di fondazione:	continua			
Dimensioni:	B (m) =	0.7	L (m) =	5
Profondità incasso fondazione (m):		0.8		
Litotipi di intradosso: vulcaniti molto consistenti Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 0$ Coesione non drenata: $C_{u_k} = C_{u_d} = 70 \text{ kPa}$ Peso di volume: $\gamma_k = 19 \text{ KN/m}^3$ Coefficienti sismici: - Inerzia della struttura $K_{hi} = 0.156$ - Inerzia del terreno $K_{hk} = 0.044$				
Verifica collasso per carico limite				

	portante pRd (kPa)	resistente Rd (kN)	
A1+M1+R3	201	201x0.7x5=703	525

La verifica di sicurezza mostra che l'azione del carico E_d è inferiore alla Resistenza di progetto R_d , quindi la disuguaglianza $E_d \leq R_d$ è VERIFICATA.

6.3 – Verifica di sicurezza agli stati limite di esercizio (SLE)

Nella verifica agli stati limite in condizioni di esercizio deve essere verificata l'entità dei cedimenti dei terreni di fondazione.

Deve essere verificato che sotto le sollecitazioni di progetto il terreno sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura. Deve essere verificata la seguente condizione:

$$W_{calc} < W_{amm}$$

Ove: $W_{calc} = W_o + W_{cl} + W_{chl} + W_{sism}$

con:

w_o = cedimento immediato o distorsionale

w_{cl} = cedimento di consolidazione primaria (o di volume)

w_{chl} = cedimento di consolidazione secondaria

w_{sism} = cedimento dovuto all'azione sismica

Nel caso specifico, i cedimenti indotti sono da considerarsi di natura elastica e si esauriranno durante la fase costruttiva; essi sono valutati sull'ordine di 0.5 cm.

Il geologo scrivente, in fase di scavo, avvisato dal committente, dovrà verificare l'omogeneità geotecnica complessiva del terreno di fondazione.

Combinazione (A1+M1+R3) IN CAMPO STATICO

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI- Cu

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti legislativi: DM 14/01/08 e Circolare CSLLPP 617/09

		KPa		KPa
Verifica capacità portante verticale	Rd	215	Ed	208

INPUT GEOTECNICO

- FS globale gamma-R*
- Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)*
- Carico verticale sulla fondaz, KN*
- Coesione non drenata di progetto, kPa*
- Coesione non drenata (softened) di progetto, kPa*
- Densità vespaio o riporto, kN m-3*
- Profondità di incasso*
- Larghezza di fondazione, m*
- Lunghezza fondazione, m*
- Eccentricità secondo B, m*
- Eccentricità secondo L, m*
- Inclinazione del piano campagna, gradi*
- Frazione spinta passiva, %*

γ _R	2,30	
K _{hi}	0,000	K _{hi} = S(d)T1
N _d	727	
C _{ud}	70	
C _{us,d}	0	d'c
γ' v	15	i'c
D	0,8	b'c
B	0,7	z'c
L	5	rg
e _b	0	
e _l	0	
b	0	
E _{pd}	0	

VALORI DERIVATI

<i>Area efficace (con eccentricità)</i>	A'	3,5	
<i>Taglio sismico, KN</i>	H	0	
<i>Pressione sul terreno in condizioni statiche, kN</i>	P	208	

* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991, pagg. 191-198

Combinazione (A1+M1+R3) IN CAMPO SISMICO

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI- Cu

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti legislativi: DM 14/01/08 e Circolare CSLLPP 617/09

		KPa		KPa
Verifica capacità portante verticale	Rd	201	Ed	150

INPUT GEOTECNICO

<i>FS globale gamma-R</i>	γ _R	2,30	
<i>Inerzia della struttura Khi (C7.11.5.3.1)</i>	K _{hi}	0,156	K _{hi} = S(d)T1
<i>Carico verticale sulla fondaz, KN</i>	N _d	525	
<i>Coesione non drenata di progetto, kPa</i>	C _{ud}	70	
<i>Coesione non drenata (softened) di progetto, kPa</i>	C _{us,d}	0	d'c
<i>Densità vespaio o riporto, kN m-3</i>	γ' v	15	i'c
<i>Profondità di incasso</i>	D	0,8	b'c
<i>Larghezza di fondazione, m</i>	B	0,7	z'c
<i>Lunghezza fondazione, m</i>	L	5	rg
<i>Eccentricità secondo B, m</i>	e _b	0	
<i>Eccentricità secondo L, m</i>	e _l	0	
<i>Inclinazione del piano campagna, gradi</i>	b	0	
<i>Frazione spinta passiva, %</i>	E _{pd}	0	

VALORI DERIVATI

<i>Area efficace (con eccentricità)</i>	A' 3,5
<i>Taglio sismico, KN</i>	H 82
<i>Pressione sul terreno in condizioni statiche, kN</i>	P 150

* Bowles, "Fondazioni, progetto e analisi", Mc Graw hill Italia, 1991, pagg. 191-198

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,162 g
F_o	2,408
T_c	0,289 s
S_e	1,000
C_c	1,000
S_T	1,000
q	2,500

Parametri dipendenti

S	1,000
η	0,400
T_B	0,096 s
T_C	0,289 s
T_D	2,249 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,162
$T_B \leftarrow$	0,096	0,156
$T_C \leftarrow$	0,289	0,156
	0,382	0,118
	0,476	0,095
	0,569	0,079
	0,662	0,068
	0,756	0,060
	0,849	0,053
	0,942	0,048
	1,036	0,044
	1,129	0,040
	1,222	0,037
	1,316	0,034
	1,409	0,032
	1,503	0,032
	1,596	0,032
	1,689	0,032
	1,783	0,032
	1,876	0,032
	1,969	0,032
	2,063	0,032
	2,156	0,032
$T_D \leftarrow$	2,249	0,032
	2,333	0,032
	2,416	0,032
	2,499	0,032
	2,583	0,032
	2,666	0,032
	2,750	0,032
	2,833	0,032
	2,916	0,032
	3,000	0,032
	3,083	0,032
	3,166	0,032
	3,250	0,032
	3,333	0,032
	3,416	0,032
	3,500	0,032
	3,583	0,032
	3,667	0,032
	3,750	0,032
	3,833	0,032
	3,917	0,032
	4,000	0,032

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Scelta sistema di smaltimento acque reflue

Visti gli spazi a disposizione, l'acclività del versante sul lato valle e la bassa permeabilità del terreno per la sua natura argillosa, ritengo opportuno che lo smaltimento delle acque reflue avvenga mediante vasoio assorbente.

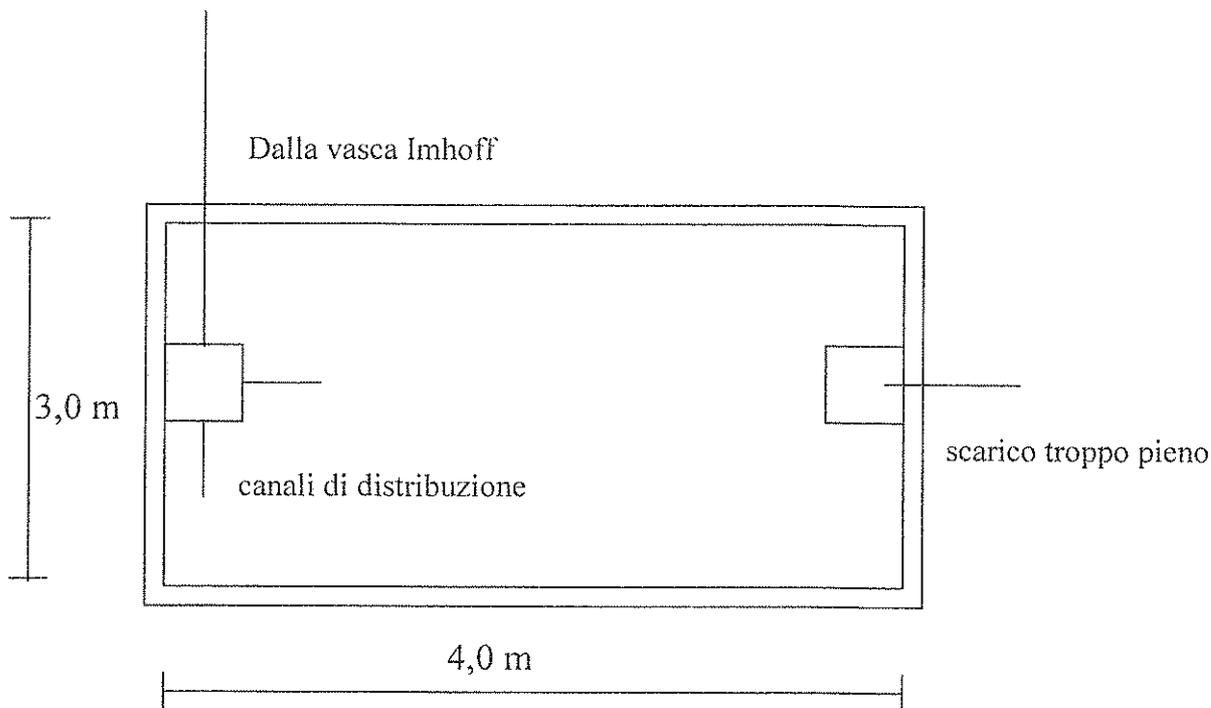
Dimensionamento Vasoio Assorbente

La normativa prescrive una dimensione minima per il vasoio assorbente legata al numero di abitanti residenti equivalenti, tali da determinare un versamento di liquami pari a 200 l/die cadauno.

Tale dimensione caratteristica è pari a 1,5 mq per utente; si consiglia comunque di prevedere almeno 2 mq per abitante.

Considerato che gli utenti residenti sono complessivamente 6 ciò comporta la realizzazione di un vasoio con superficie utile minima pari a 12 mq.

Data la situazione logistica locale, si consiglia di realizzare una struttura avente dimensioni interne come indicato nello schema sotto.



Descrizione Tecnica dell'Impianto

Il vassoio assorbente è costituito da una vasca a fondo piano e a tenuta stagna, alta 80-100 cm, che viene interrata sino a sporgere 10-20 cm dal piano campagna, in modo da impedire infiltrazioni di acqua piovana dai terreni circostanti.

I liquami da immettere sono quelli in uscita dalla vasca Imhoff, quindi le acque di scarico domestiche, con esclusione di quelle piovane.

La fossa Imhoff viene posta a monte del vassoio e dotata dei pozzetti di ispezione previsti dalla normativa.

Essa dovrà essere adeguatamente dimensionata secondo il numero degli utenti e mantenuta efficiente in modo da trattenere i corpi grossolani che altrimenti andrebbero ad ostruire i canali di distribuzione del vassoio.

Procedendo dal basso verso l'alto quest'ultimo dovrà essere così riempito:

- Strato di base: 20 cm di ghiaia grossa (60-80 mm)
- Strato intermedio: 20 cm di ghiaia media (20-40 mm)
- Strato superiore: 40 cm di terreno vegetale.

Alla base dello strato superiore va posto un geotessile da drenaggio per impedire che il terreno vegetale vada ad ostruire i vuoti degli strati sottostanti (geotessile 150 gr/mq).

Il terreno vegetale deve essere scelto in funzione del tipo di coltura arboricola installata; esso va periodicamente zappato, per favorire la permeabilità e sagomato, in modo da consentire lo sgrondo delle acque piovane.

All'interno del vassoio saranno posti due pozzetti con funzione di distribuzione e di drenaggio, come illustrato negli schemi allegati.

Il primo sarà dotato di tubi di distribuzione, il secondo di feritoie di drenaggio.

I pozzetti dovranno essere ispezionabili dall'alto, e la distribuzione ed il drenaggio delle acque chiarificate verranno realizzati sopra il primo strato di ghiaia grossa.

Il pozzetto di drenaggio è provvisto di uno scarico di troppo pieno.

L'opera va costruita preferibilmente in luogo soleggiato per favorire l'evaporazione.

Nel periodo invernale si deve coprire il terreno del vassoio con paglia e foglie.

La vegetazione sarà costituita da piante ed arbusti avidi di acqua e molto resistenti all'umidità, da scegliersi fra le specie di seguito elencate:

arbusti:

aucuba - bambous (bambù) - calycantus floridus - cornus alba - cornus florida - cornus stolonifera - cotoneaster salicifolia - kalmia latifolia - laurer cerise - rhamus frangula - spiroea salicifolia.

erbe e fiori:

auruncus sylvester - astilbe - elymus arenarius - iris pseudoacorus - iris kaempferi - yoxes - lytrum officinalis - nepeta musini - petasites officinalis.

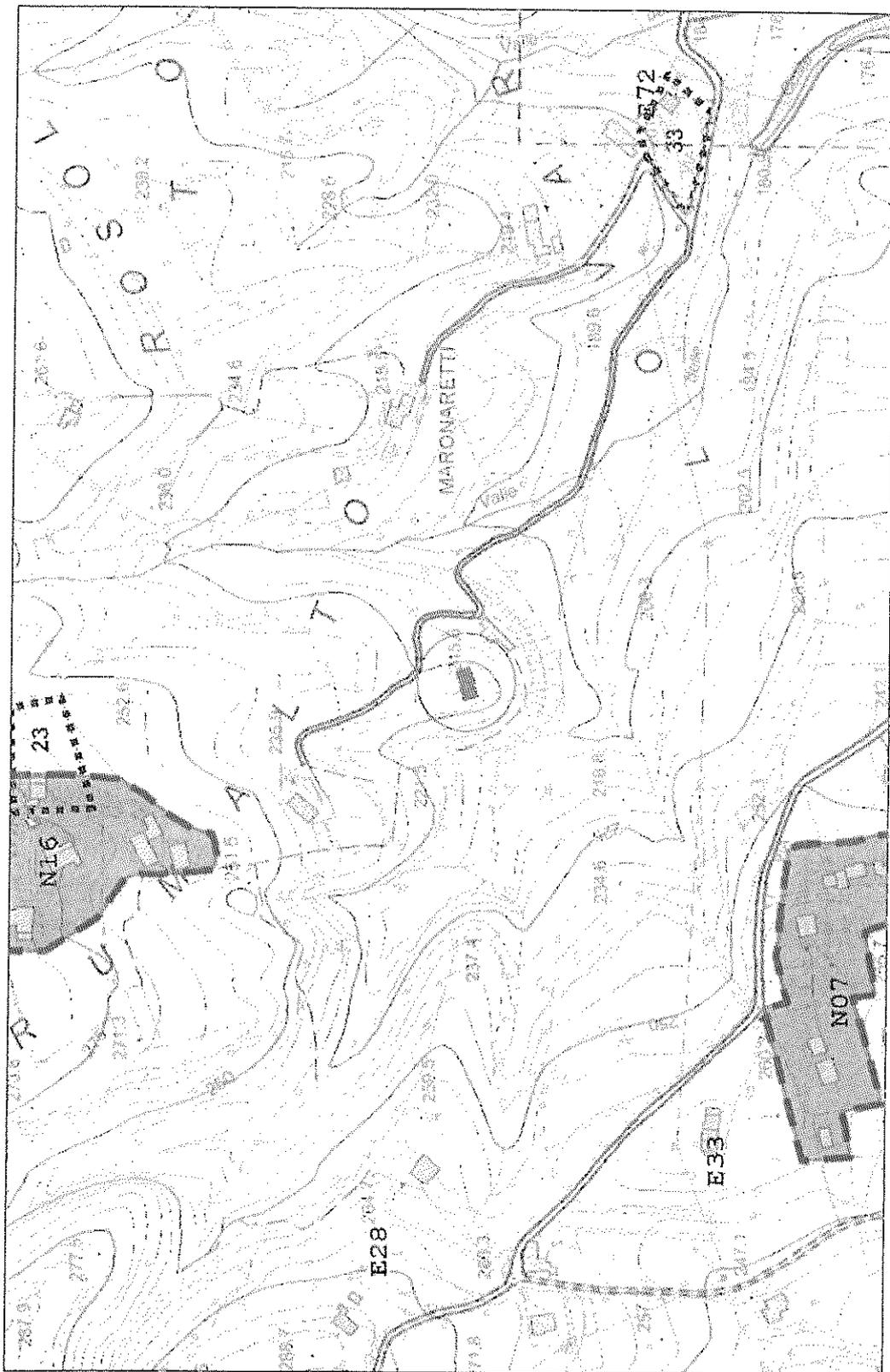
Tabella 1 -- Dimensionamento fosse settiche tipo imhoff (tab. da C.M. della G.R.V. n° 35 del 4/06/96)

CONTENUTO MINIMO EFFETTIVO DI LIQUAMI				
Abitanti n.	Comparto sedimentazione		Comparto digestione	
	contenuto totale	lt./abitante	contenuto totale	lt./abitante
fino a 10	600	60	2000	200
fino a 20	1.100	55	4.000	200
fino a 30	1.500	50	6.000	200
fino a 40	2.000	50	7.000	175
fino a 60	2.700	45	9.000	150
fino a 80	3.200	40	10.000	125
fino a 100	4.000	40	12.000	120

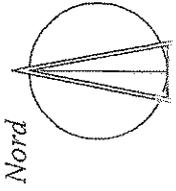
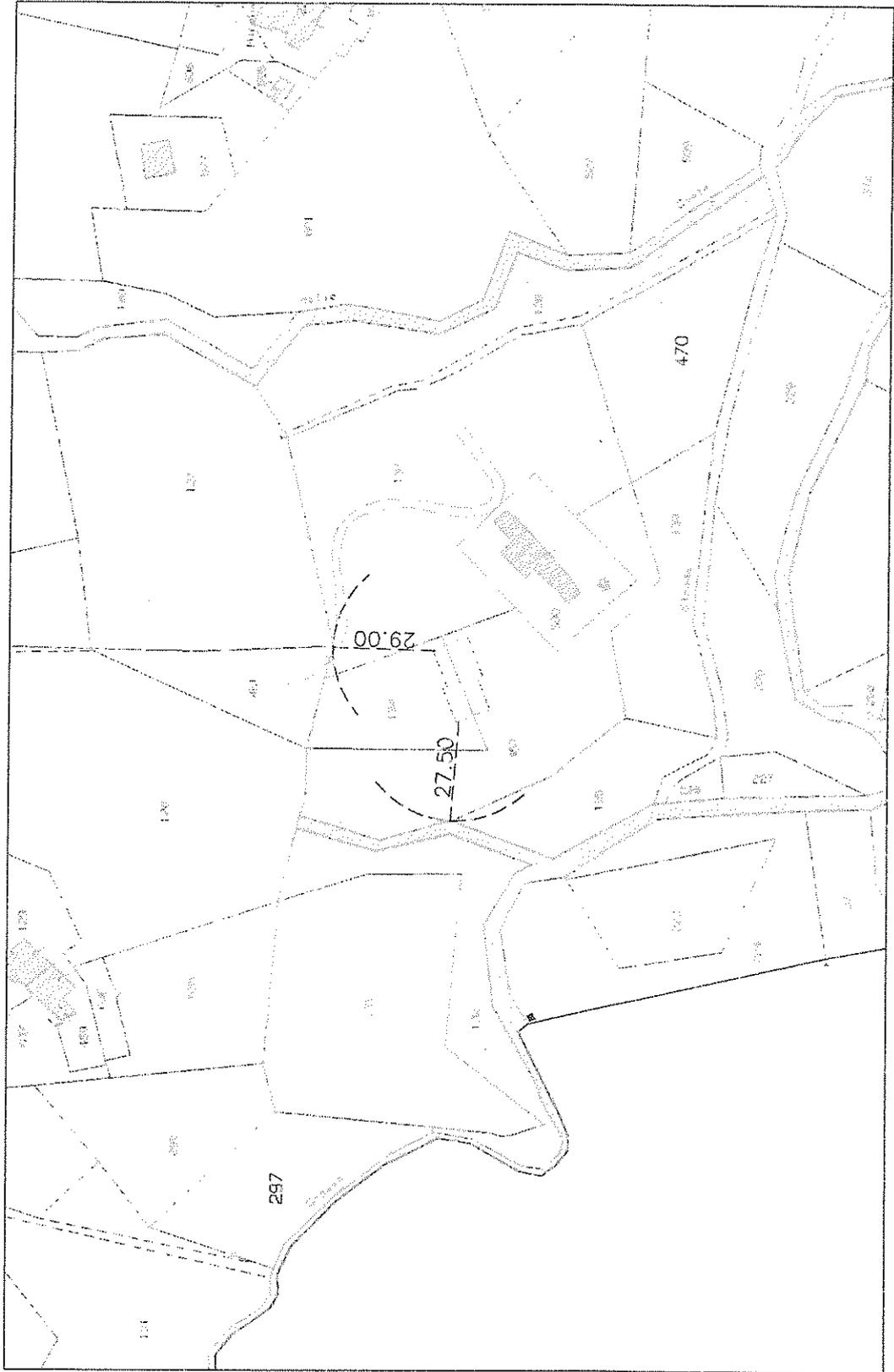
05 giugno 2013



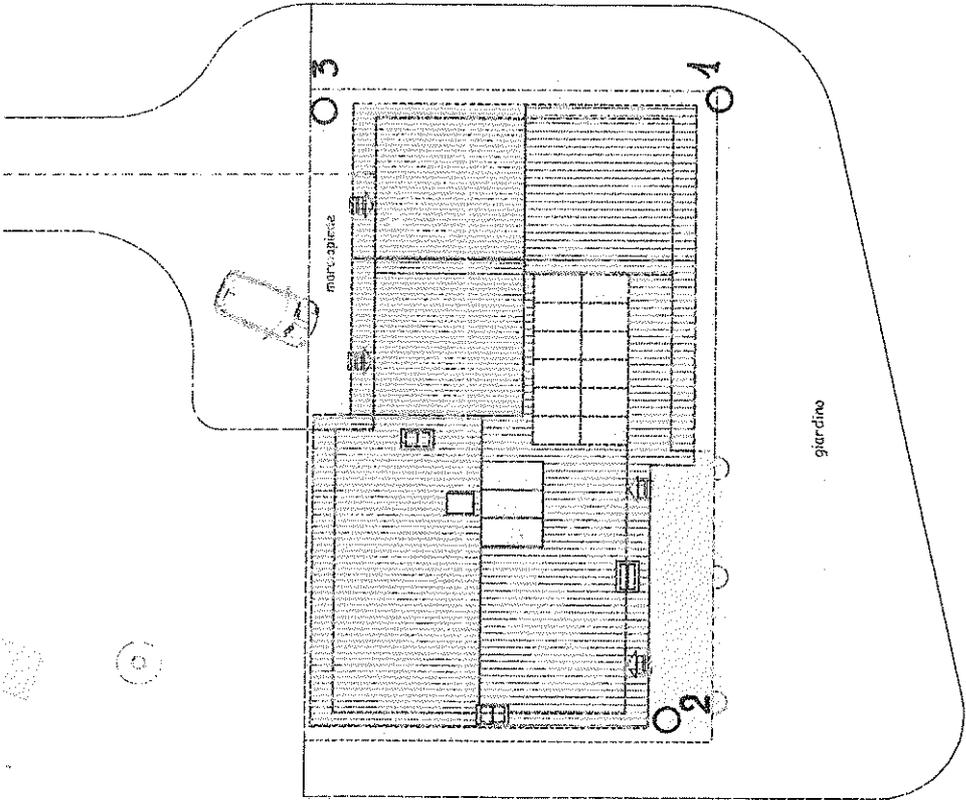
Geol. Franco Monticello



estratto del PI scala 1:5000



estratto di mappa scala 1:2000
Comune di Zugliano foglio I mappali 590,467, 134, 137...

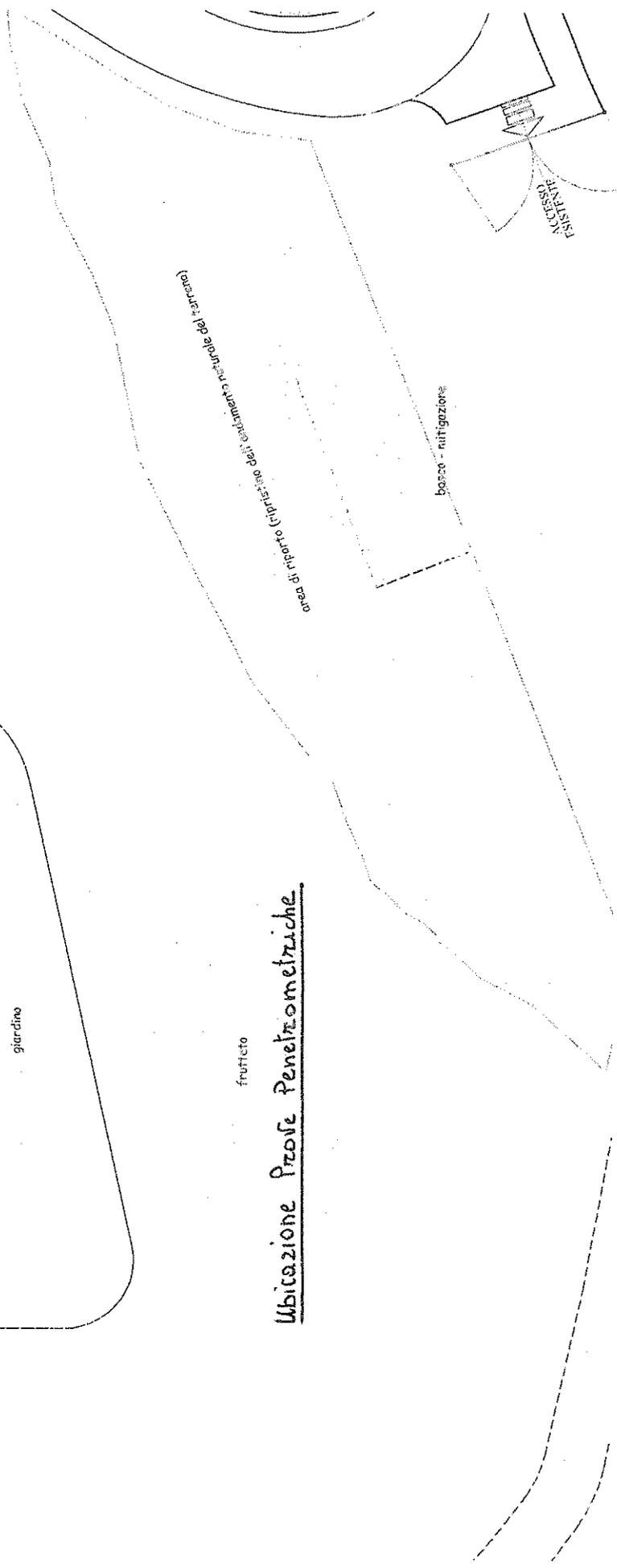


frutteto - prato

giardino

frutteto

Ubicazione Prose Penetrometriche



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 1

- indagine :
 - cantiere : Pellizzer
 - località :
 - note :

- data : 27/05/2013
 - quota inizio : pc
 - prof. falda : 0,00 m da quota inizio
 - pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,10	1	3,9	---	1	0,60 - 0,70	2	7,8	---	1
0,10 - 0,20	1	3,9	---	1	0,70 - 0,80	2	7,8	---	1
0,20 - 0,30	1	3,9	---	1	0,80 - 0,90	6	23,3	---	1
0,30 - 0,40	1	3,9	---	1	0,90 - 1,00	19	70,1	---	2
0,40 - 0,50	1	3,9	---	1	1,00 - 1,10	30	110,7	---	2
0,50 - 0,60	1	3,9	---	1	1,10 - 1,20	80	295,1	---	2

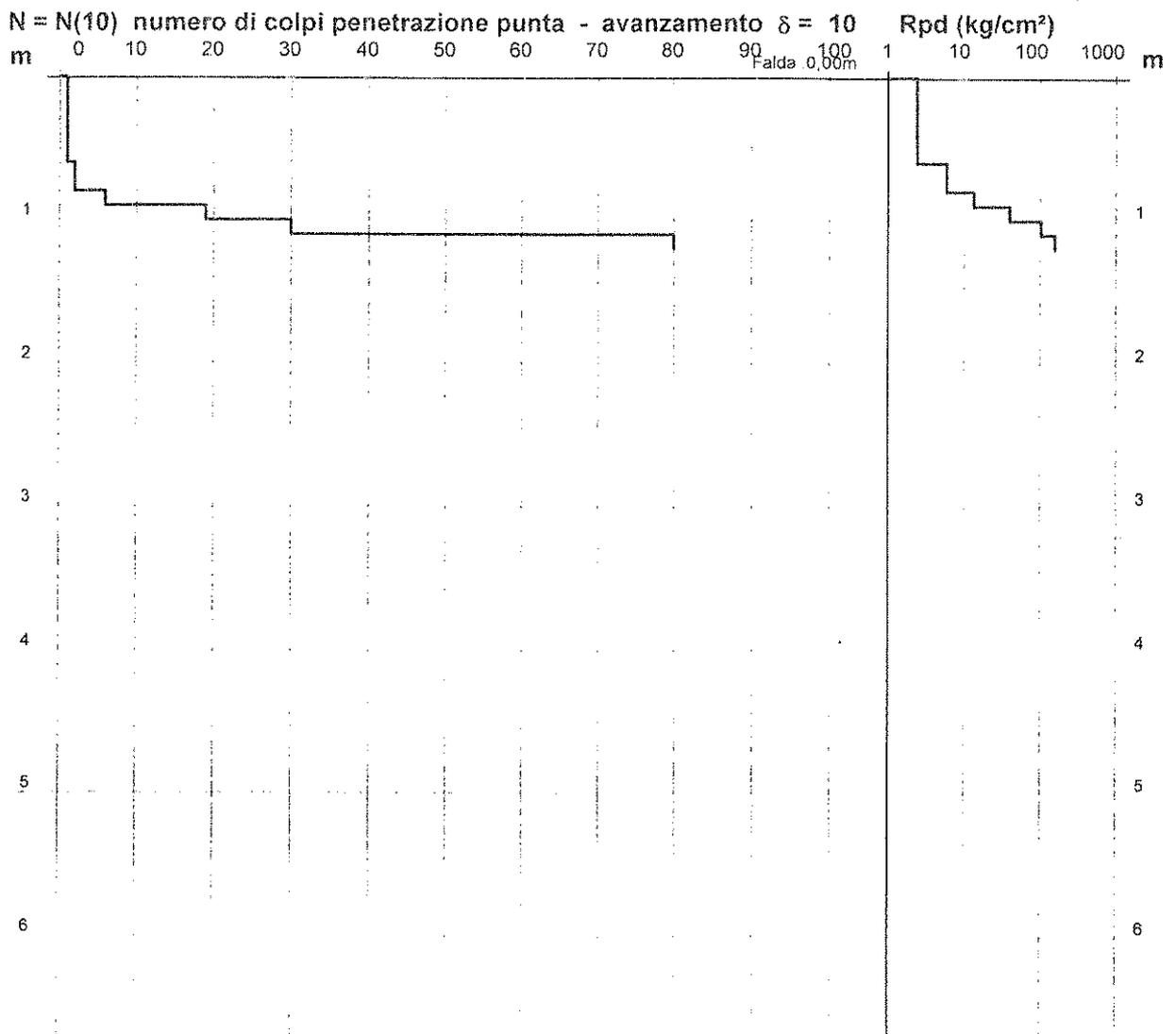
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 1

Scala 1: 50

- indagine :
 - cantiere : Pellizzer
 - località :

- data : 27/05/2013
 - quota inizio : pc
 - prof. falda : 0,00 m da quota inizio



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 2

- indagine :
 - cantiere : Pellizzer
 - località :
 - note :

- data : 27/05/2013
 - quota inizio : pc
 - prof. falda : 0,00 m da quota inizio
 - pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,10	1	3,9	---	1	0,30 - 0,40	13	50,4	---	1
0,10 - 0,20	2	7,8	---	1	0,40 - 0,50	80	310,3	---	1
0,20 - 0,30	3	11,6	---	1					

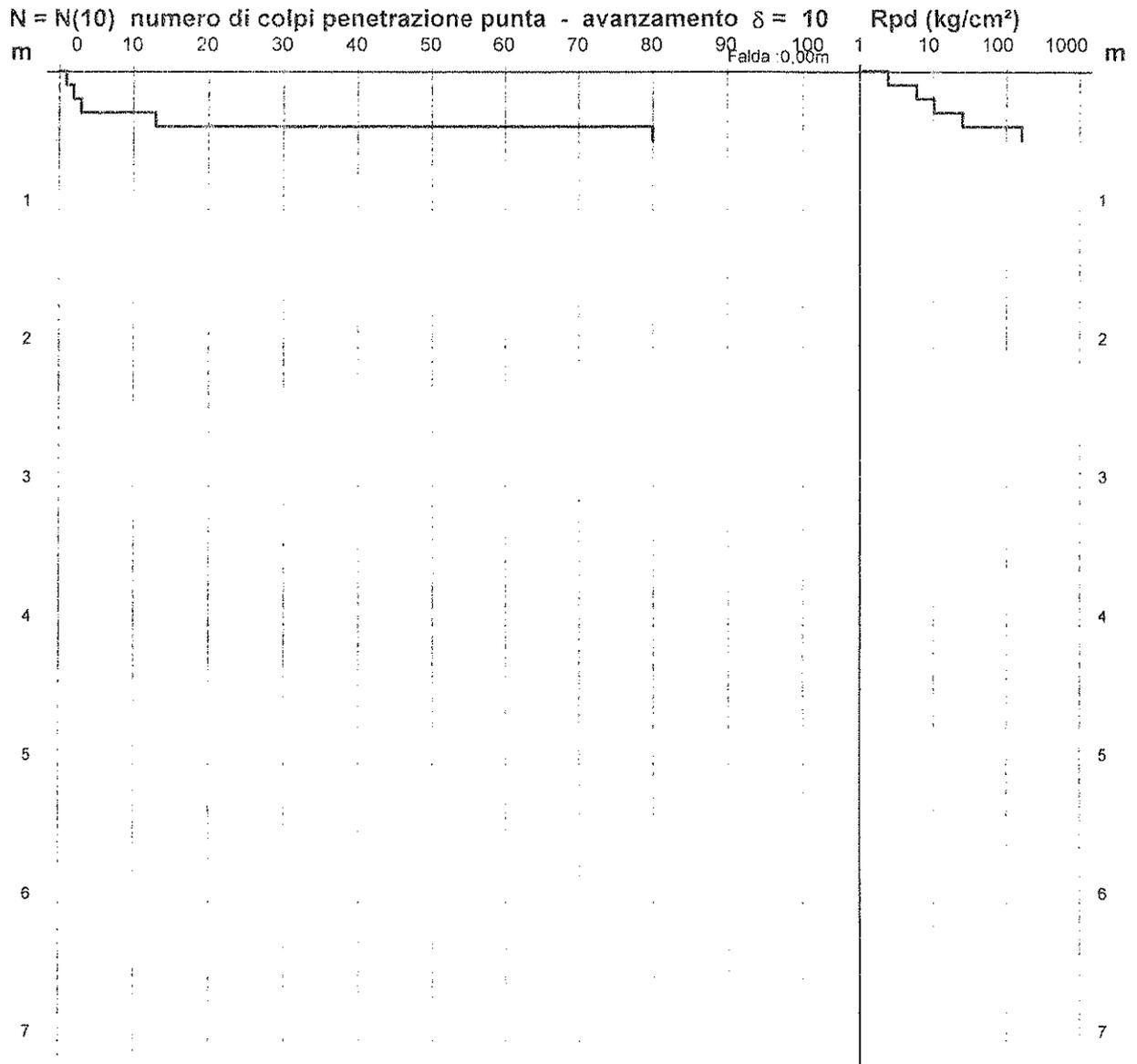
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
 DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 2

Scala 1: 50

- indagine :
 - cantiere : Pellizzer
 - località :

- data : 27/05/2013
 - quota inizio : pc
 - prof. falda : 0,00 m da quota inizio



STUDIO DI GEOLOGIA - MONTICELLO DR. FRANCO

Via Palazzina, 14
36030 Montecchio Precalcino (VI)

Riferimento: Zugliano

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 3

- indagine :
- cantiere : Pellizzer
- località :
- note :

- data : 27/05/2013
- quota inizio : pc
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio
- pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,10	1	3,9	---	1	1,40 - 1,50	1	3,7	---	2
0,10 - 0,20	1	3,9	---	1	1,50 - 1,60	1	3,7	---	2
0,20 - 0,30	1	3,9	---	1	1,60 - 1,70	3	11,1	---	2
0,30 - 0,40	1	3,9	---	1	1,70 - 1,80	4	14,8	---	2
0,40 - 0,50	1	3,9	---	1	1,80 - 1,90	7	25,8	---	2
0,50 - 0,60	1	3,9	---	1	1,90 - 2,00	11	38,7	---	3
0,60 - 0,70	1	3,9	---	1	2,00 - 2,10	24	84,4	---	3
0,70 - 0,80	1	3,9	---	1	2,10 - 2,20	19	66,8	---	3
0,80 - 0,90	1	3,9	---	1	2,20 - 2,30	9	31,6	---	3
0,90 - 1,00	1	3,7	---	2	2,30 - 2,40	10	35,2	---	3
1,00 - 1,10	1	3,7	---	2	2,40 - 2,50	12	42,2	---	3
1,10 - 1,20	1	3,7	---	2	2,50 - 2,60	22	77,3	---	3
1,20 - 1,30	1	3,7	---	2	2,60 - 2,70	35	123,0	---	3
1,30 - 1,40	1	3,7	---	2	2,70 - 2,80	80	281,3	---	3

STUDIO DI GEOLOGIA - MONTICELLO DR. FRANCO

Via Palazzina, 14
36030 Montecchio Precalcino (VI)

Riferimento: Zugliano

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 3

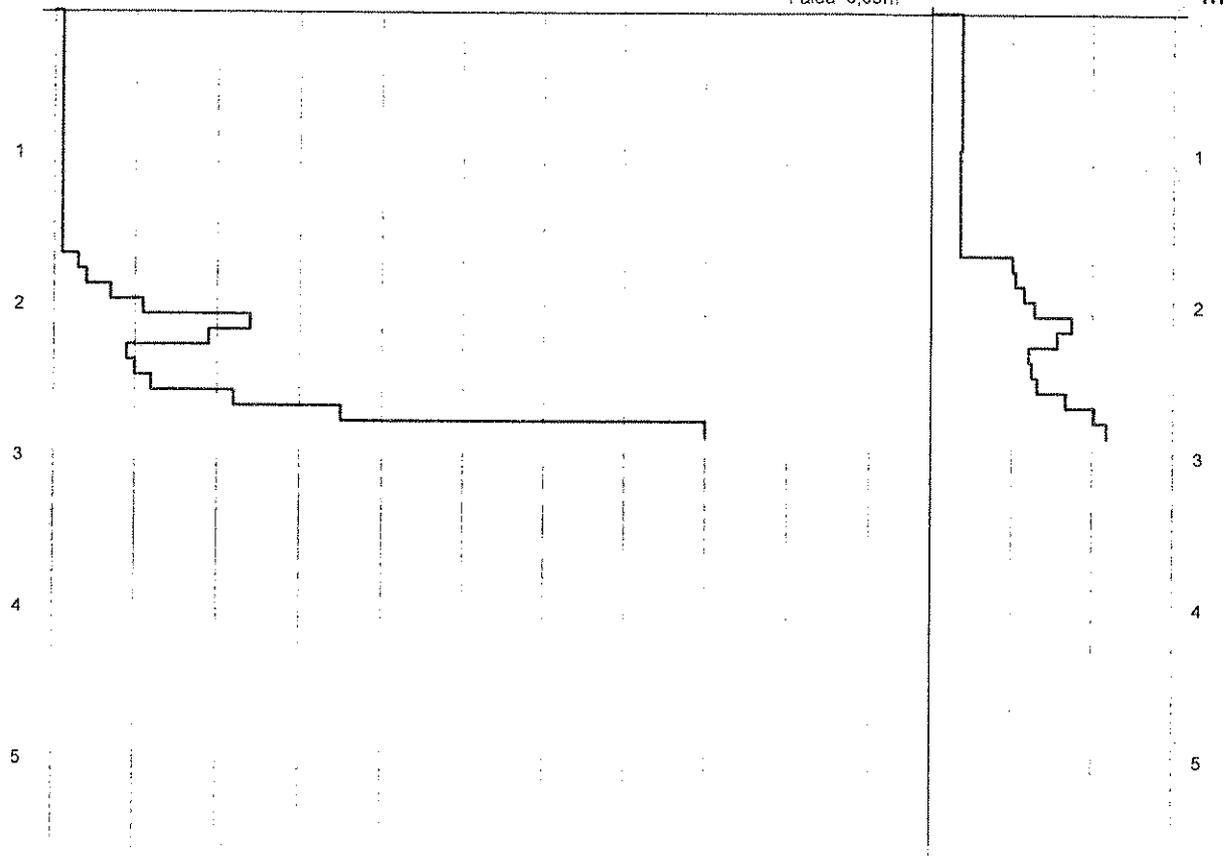
Scala 1: 50

- indagine :
- cantiere : Pellizzer
- località :

- data : 27/05/2013
- quota inizio : pc
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio

N = N(10) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 10$ Rpd (kg/cm²)

m 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 Falda 0,00m 1 10 100 1000 m



STUDIO DI GEOLOGIA - MONTICELLO DR. FRANCO

Via Palazzina, 14
36030 Montecchio Precalcino (VI)

Riferimento: Zugliano

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
ELABORAZIONE STATISTICA

n° 3

- indagine :
- cantiere : Pellizzer
- località :
- note :

- data : 27/05/2013
- quota inizio : pc
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Profondità (m)		PARAMETRO	ELABORAZIONE STATISTICA						VCA	β	Nspt	
	0,00	1,70		M	min	Max	$\frac{1}{2}(M+min)$	s	M-s				M+s
1	0,00	1,70	N	1,1	1	3	1,1	---	---	1,6	1	0,77	1
			Rpd	4,2	4	11	4,0	1,8	2,5	6,0			
2	1,70	2,60	N	13,1	4	24	8,6	6,9	6,2	20,0	13	0,77	10
			Rpd	46,3	15	84	30,5	24,1	22,2	70,4			
3	2,60	2,80	N	57,5	35	80	46,3	---	---	---	58	0,77	44
			Rpd	202,1	123	281	162,6	---	---	---			

M: valore medio min: valore minimo Max: valore massimo s: scarto quadratico medio
N: numero Colpi Punta prova penetrometrica dinamica (avanzamento $\delta = 10$ cm) Rpd: resistenza dinamica alla punta (kg/cm²)
 β : Coefficiente correlazione con prova SPT (valore teorico $\beta t = 0,77$) Nspt: numero colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 10$ cm)

STUDIO DI GEOLOGIA - MONTICELLO DR. FRANCO

Via Palazzina, 14
36030 Montecchio Precalcino (VI)

Riferimento: Zugliano

Nspt - PARAMETRI GEOTECNICI

- indagine :
- cantiere : Pellizzer
- località :
- note :

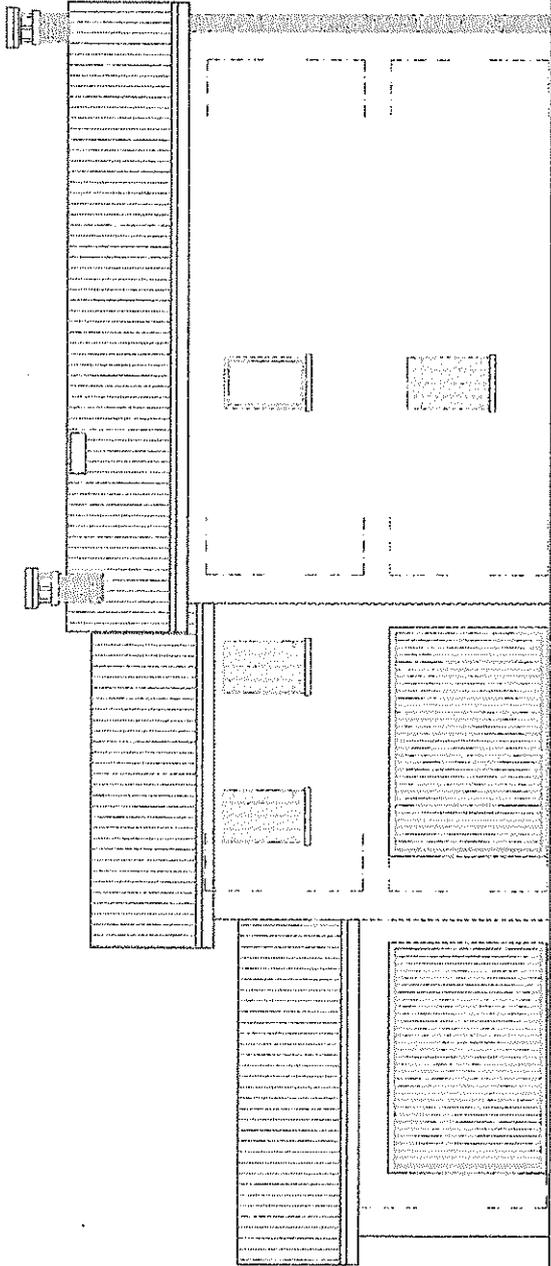
- data : 27/05/2013
- quota inizio : pc
- prof. falda : 0,00 m da quota inizio
- pagina : 1

n°	Prof.(m)		LITOLOGIA	Nspt	NATURA GRANULARE				NATURA COESIVA				
	0,00	1,70			DR	ϕ'	E'	Ysat	Yd	Cu	Ysat	W	e
1	0,00	1,70	Argilla Torbosa	1	---	---	---	---	---	0,06	1,68	56	1,519
2	1,70	2,60	Argilla	10	---	---	---	---	---	0,63	1,90	33	0,892
3	2,60	2,80		44	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Nspt: numero di colpi prova SPT (avanzamento $\delta = 30$ cm)

DR % = densità relativa ϕ' (°) = angolo di attrito efficace E' (kg/cm²) = modulo di deformazione drenato W% = contenuto d'acqua
e (-) = indice dei vuoti Cu (kg/cm²) = coesione non drenata Ysat, Yd (t/m³) = peso di volume saturo e secco (rispettivamente) del terreno

prospetto nord



Argilla molle

Vulcaniti consistenti

Vulcaniti compatte

